



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
FIRENZE

FLORE

Repository istituzionale dell'Università degli Studi di Firenze

Rischio sismico di edifici a Torre in muratura. Un caso studio a San Gimignano

Questa è la Versione finale referata (Post print/Accepted manuscript) della seguente pubblicazione:

Original Citation:

Rischio sismico di edifici a Torre in muratura. Un caso studio a San Gimignano / Bartoli, Gianni; Betti, Michele; Monchetti, Silvia. - In: BOLLETTINO INGEGNERI. - ISSN 2035-2433. - STAMPA. - LXIII:(2015), pp. 3-14.

Availability:

This version is available at: 2158/1039714 since: 2016-05-06T14:51:58Z

Terms of use:

Open Access

La pubblicazione è resa disponibile sotto le norme e i termini della licenza di deposito, secondo quanto stabilito dalla Policy per l'accesso aperto dell'Università degli Studi di Firenze (<https://www.sba.unifi.it/upload/policy-oa-2016-1.pdf>)

Publisher copyright claim:

(Article begins on next page)

Rischio sismico di edifici a Torre in muratura. Un caso studio a San Gimignano

Gianni BARTOLI, Michele BETTI, Silvia MONCHETTI

SOMMARIO

Il lavoro riassume il percorso di analisi finalizzato alla valutazione del rischio sismico su una delle torri medioevali di San Gimignano (Siena): la torre Becci. La torre è stata analizzata nell'ambito del progetto di ricerca RiSEM "Rischio Sismico degli Edifici Monumentali", un progetto sviluppato tra il 2011 ed il 2013 e finanziato dalla Regione Toscana, che ha incluso due università toscane (Firenze e Siena) attraverso quattro dipartimenti provenienti da diverse aree scientifiche, oltre all'Amministrazione Comunale di San Gimignano. L'obiettivo del progetto è stato quello di testare tecniche di indagine, analisi e diagnosi che consentissero, con strumenti semplici e costi ridotti, di stabilire le principali caratteristiche strutturali degli edifici monumentali, in particolare delle torri storiche in muratura, e di impiegarle per la valutazione del rischio sismico. Le analisi qui riassunte sono state eseguite in riferimento alle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" e, dopo una breve descrizione del caso di studio, sono riportati e commentati i principali risultati ottenuti.

ABSTRACT

The paper summarises the assessment of the seismic risk of the Becci tower in San Gimignano (Siena). The seismic risk of the historic towers of San Gimignano was analysed, as applicative case study, within the research project RiSEM ("Seismic Risk of Monumental Buildings"), a project granted by Tuscany Regional Administration started in 2011 and concluded in 2013. The project was aimed at developing and testing innovative and expeditious methodologies, without direct contact with the structures, to evaluate the main structural characteristics of the monumental buildings required for the assessment of their seismic safety. The analyses herein discussed were carried out according to the Italian Guidelines for the assessment and reduction of the seismic risk of the cultural heritage, and within the paper the main obtained results are reported and discussed.

1. INTRODUZIONE

Il territorio italiano si caratterizza per una significativa presenza di edifici di rilevante valore storico e monumentale, molti dei quali classificati dall'UNESCO come "patrimonio dell'umanità". L'Italia al contempo, sia per la frequenza dei terremoti sia per la loro intensità, presenta uno fra i maggiori scenari di pericolosità sismica in Europa. Sono, infatti, numerosi i beni monumen-

tali danneggiati, se non andati irrimediabilmente perduti, a seguito anche degli eventi sismici registrati negli ultimi decenni. In questo ambito gli edifici storici a torre meritano una specifica attenzione sia per la loro diffusione sul territorio sia per la specifica configurazione strutturale caratterizzata da elevate snellezze e rilevanti masse strutturali.

Nell'ottica dell'analisi e della salvaguardia di questa tipologia strutturale, il progetto di ricerca

RiSEM “*Rischio Sismico negli Edifici Monumentali*” [1], un progetto di ricerca avviato nel 2011 e conclusosi alla fine del 2013, si è posto lo scopo di sviluppare e testare metodologie innovative e speditive (in generale senza contatto diretto con i manufatti) per stimare le principali caratteristiche strutturali di edifici monumentali, necessarie alla successiva valutazione di rischio sismico. Il progetto, finanziato dalla Regione Toscana nell’ambito di un bando PAR FAS 2007-2013 (*Linea di Azione 1.1.a.3: Scienze e tecnologie per la salvaguardia e la valorizzazione dei beni culturali*) è stato sviluppato da un gruppo di ricerca che ha incluso due università toscane (Firenze e Siena), attraverso quattro dipartimenti provenienti da diverse aree scientifiche. Come caso applicativo il progetto di ricerca ha analizzato le torri medioevali di San Gimignano, e la metodologia adottata si è articolata sui seguenti elementi: a) valutazione della pericolosità sismica e delle interazioni suolo-struttura; b) acquisizione delle caratteristiche geometriche e dell’evoluzione storica degli edifici in muratura; c) valutazione delle caratteristiche statiche e dinamiche delle torri anche attraverso tecniche di indagine non convenzionali; d) valutazione della vulnerabilità sismica (attraverso la definizione di corretti stati limite finalizzati ad individuare i livelli di sicurezza per i beni culturali, considerando sia il problema della conservazione del bene che i problemi di sicurezza); e) valutazione del rischio sismico.

A fronte di attività di ricerca più avanzate, il progetto ha voluto inoltre testare sulle torri di San Gimignano le indicazioni contenute nella DPCM2011 “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” [2] le quali propongono un percorso di valutazione articolato su tre livelli. Il primo, LV1, prevede l’impiego di metodi semplificati ed è finalizzato alla definizione di una graduatoria di rischio utile per evidenziare eventuali ulteriori indagini oltre che per programmare interventi di mitigazione del rischio. I successivi due livelli, LV2 (analisi locale) e LV3 (analisi globale), sono finalizzati rispettivamente ad interventi di miglioramento ed adeguamento.

La memoria discute i risultati ottenuti su una delle torri analizzate nel progetto, la torre Becci, confrontando i risultati ottenuti per i tre livelli di valutazione.

2. LA TORRE BECCI

2.1 Geometria

La torre Becci risale al XIII secolo, si affaccia su piazza della Cisterna ed è inglobata ai livelli inferiori, ad eccezione del lato Sud, negli edifici adiacenti di epoca successiva (Figura 1, Figura 2).



Figura 1 – Centro storico di San Gimignano, torre Becci e torre Cuganesi (N = direzione Sud-Nord; O = direzione Est-Ovest).



Figura 2 – Torre Becci (vista da Via San Giovanni e vista dalla sommità della torre Grossa).

Sotto il profilo strutturale essa presenta una geometria sufficientemente regolare: la maggior parte delle poche aperture ha dimensioni limitate; le uniche rilevanti eccezioni si osservano in corrispondenza di alcune zone di collegamento tra la torre e gli edifici adiacenti dove sono presenti aperture di dimensione maggiore necessarie al collegamento.

Le dimensioni esterne della torre, assieme allo spessore murario, sono state ricavate da un rilievo geometrico: l'altezza complessiva è di circa 38 m e la pianta presenta una leggera rastremazione ai livelli superiori. A livello di Via San Giovanni le dimensioni in pianta sono di 6.7 m sul lato Nord, 6.8 m sul lato Est, 6.6 m sul lato Sud e 6.9 m sul lato Ovest. All'ultimo livello queste dimensioni passano, rispettivamente, a: 6.2 m, 6.3 m, 6.2 m e 6.4 m.

La sezione muratura non presenta discontinuità nello sviluppo verticale. Si tratta di una muratura a sacco formata da tre elementi (due paramenti ed un nucleo) di cui si può ritenere che il paramento esterno abbia uno spessore di circa 40 cm, quello interno di circa 25 cm e il nucleo uno spessore medio di circa 160 cm. Due sezioni della torre sono rappresentate in Figura 3 e Figura 4.

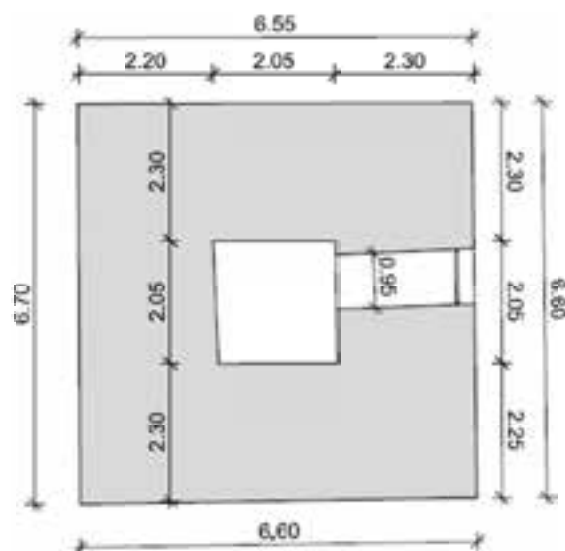


Figura 3 – Sezione quota + 17 m (S3). Misure in metri.

Tabella 1 – Valori di riferimento dei parametri meccanici [3].

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	N/cm ²	N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³
	Min-Max	Min-Max	Min-Max	Min-Max	
D Muratura a conci di pietra tenera	140	2.8	900	300	16
	240	4.2	1260	420	

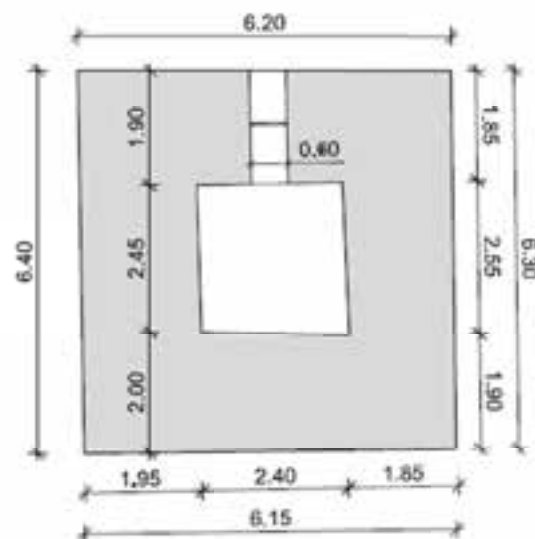


Figura 4 – Sezione quota + 35 m (S7). Misure in metri.

2.2 Parametri meccanici

Le caratteristiche meccaniche della muratura, in assenza di una specifica campagna sperimentale, sono state selezionate facendo riferimento alle indicazioni della normativa italiana ([3],[4]). Il paramento esterno e quello interno, simili tra loro, rientrano nella categoria D: “muratura a conci di pietra tenera” le cui caratteristiche meccaniche sono riassunte in Tabella 1. I valori riportati in tabella, mediante l'applicazione dei fattori correttivi previsti nella [3] sono stati poi modificati per tenere conto della buona qualità della malta e di efficaci connessioni trasversali. La presenza di un ampio nucleo è stata tenuta in conto sia con l'applicazione di un coefficiente correttivo (Tabella 2) sia con una media sullo spessore delle caratteristiche meccaniche stimate per i tre elementi costituenti la parete (Tabella 3).

2.3 Indagini sperimentali

La torre è stata oggetto di un'indagine sperimentale, eseguita mediante radar interferometrico, volta a determinare i modi propri di vibrare della struttura. Il radar, sviluppato dal laboratorio di Tecnologie per i Beni Culturali del Dipartimento di Elettronica e Telecomunicazioni dell'Università degli Studi di Firenze, consente di operare a distanza dalla struttura effettuando misure di

spostamento di un elevato numero di punti lungo la struttura. Nel caso specifico della torre Becci è stato possibile determinare la frequenza di risonanza in direzione Nord-Sud che è risultata pari a 1.37 Hz.

3 ANALISI DI RISCHIO SISMICO

Il rischio sismico, combinazione di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, è la misura dei danni attesi su uno specifico edificio in un dato intervallo di tempo. L'Italia ha una pericolosità sismica di livello medio-alto, per frequenza e intensità dei fenomeni che si susseguono. Essa però, rispetto ad altri paesi, nei quali la pericolosità è anche maggiore, ha una vulnerabilità molto elevata per l'intrinseca fragilità del suo patrimonio edilizio. Il terzo fattore, l'esposizione, si attesta su valori elevati in considerazione dell'alta densità abitativa e della presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale.

I risultati delle analisi di rischio sismico possono essere espressi in termine di indice di sicurezza sismica ($I_{S,SLV}$) e di fattore di accelerazione ($f_{a,SLV}$). Il primo è definito dal rapporto tra il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento del generico stato limite con il corrispondente periodo di ritorno di riferimento. Particolarmente significativo è l'indice di sicurezza sismica riferito allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Un valore dell'indice maggiore o uguale a uno indica una condizione di sicurezza del manufatto (rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e per quel particolare uso); viceversa, valori inferiori ad uno mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione. Il secondo è definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo a_{SLV} che porta al raggiungimento dello SLV e l'accelerazione di riferimento $a_{g,SLV}$, entrambe relative alla categoria di sottosuolo A. Per le analisi sulla torre Becci è stata assunta una vita nominale di 50 anni, a cui corrisponde conseguentemente un tempo di ritorno dell'azione sismica allo stato limite di salvaguardia della vita pari a 475 anni.

3.1 Analisi con modelli meccanici semplificati

Come riportato in precedenza il livello di valuta-

Tabella 2 – Caratteristiche meccaniche della muratura.

Muratura D <i>conci di pietra tenera</i>						Fattore correttivo considerato		
-	f_m MPa	τ_0 N/cm ²	E MPa	G MPa	w KN/m ³	Descrizione	per f_m e τ_0	per E e G
D1	1.26	2.52	810	270	16	- Nucleo scadente e/o ampio	0.9	0.9
	2.16	3.78	1134	378				
D2	1.89	3.78	1215	405	16	- Nucleo scadente e/o ampio - Malta buona	1.35	1.35
	3.24	5.67	1701	567				
D3	2.84	5.67	1215	405	16	- Nucleo scadente e/o ampio - Malta buona	2.03	1.35
	4.86	8.51	1701	567		- Connessione trasversale		

Tabella 3 – Caratteristiche meccaniche della muratura (valori mediati sullo spessore).

Muratura D <i>conci di pietra tenera</i>						Fattore correttivo considerato		
Media sullo spessore			Valori di partenza			Descrizione	per f_m e τ_0	per E e G
-	f_m MPa	E MPa	-	f_m MPa	E MPa			
D4	1.17	758	Paramento interno	1.40	900	-	-	-
D5	1.76	1137	Nucleo	1.10	700	- Malta buona	1.5	1.5
D6	2.64	1137	Paramento esterno	1.40	900	- Malta buona - Connessione trasversale	2.25	1.5

zione LV1 è principalmente indirizzato ad un'applicazione a scala territoriale, ossia su un elevato numero di beni, ed ha lo scopo di stilare una graduatoria di rischio che rappresenti uno degli strumenti a disposizione delle amministrazioni per evidenziare la necessità di ulteriori indagini ed approfondimento, e per la programmazione di eventuali interventi per la mitigazione del rischio. I meccanismi di danneggiamento e collasso degli edifici a torre sono molteplici, dipendono dalla geometria (snellezza) e dalle caratteristiche costruttive (qualità muraria e ammorsamento). Per una valutazione quantitativa di carattere speditivo le Linee Guida individuano una modalità di collasso per pressoflessione. La torre è quindi schematizzata come una mensola, sollecitata da un sistema di forze orizzontali, oltre che dal proprio peso, e la verifica viene eseguita confrontando momento agente di calcolo con momento ultimo resistente. Quest'ultimo viene valutato assumendo la muratura come non resistente a trazione e con un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Il momento sollecitante è funzione invece dalle proprietà dinamiche della torre e, in

particolare, del periodo fondamentale T_1 , il quale fissa la domanda sismica sulla forma spettrale. Il confronto tra ente sollecitante ed ente resistente viene eseguito a diversi livelli così da determinare la sezione più critica. A tale scopo la struttura viene divisa in settori con caratteristiche uniformi (materiali; quota di stacco dagli edifici adiacenti; quota in cui si verifica una rilevante rastremazione nello spessore delle murature; quota d'inizio e fine delle aperture).

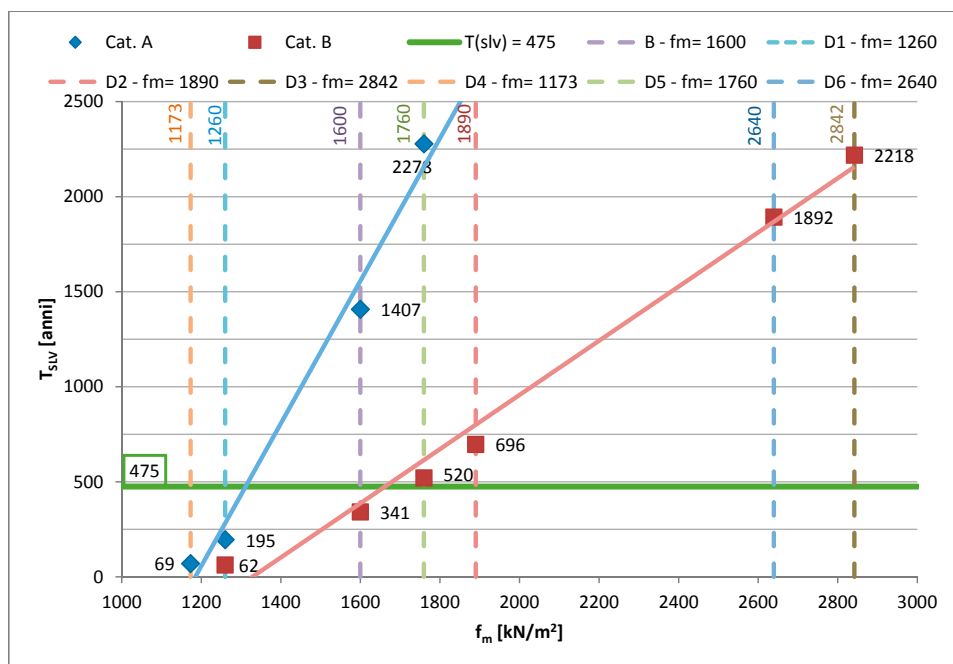


Figura 5 – Risultati LV1 in termini di tempo di ritorno.

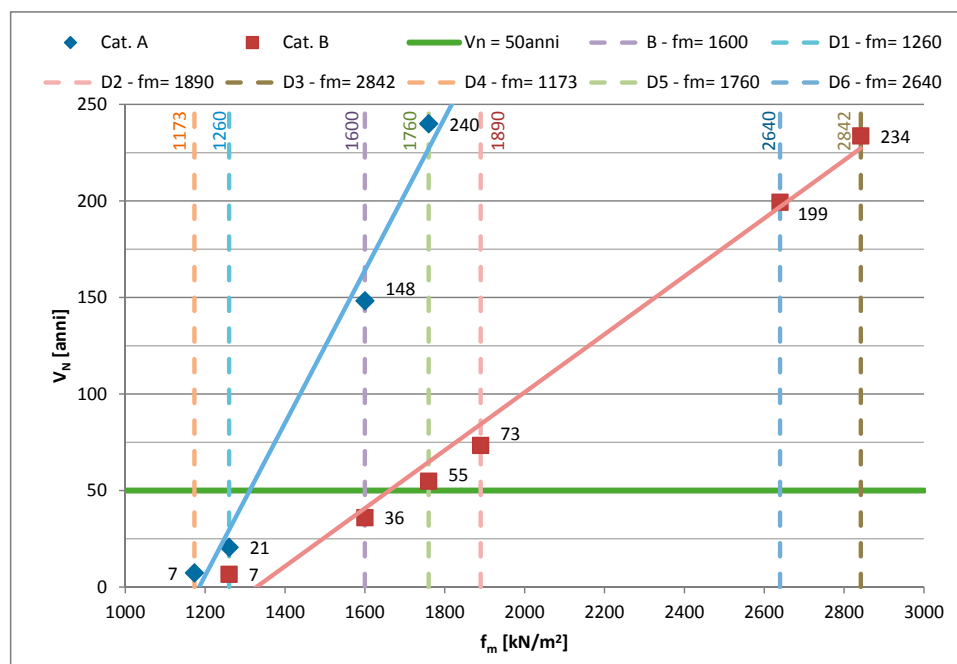


Figura 6 - Risultati LV1 in termini di Vita Nominale.

Le analisi sono state eseguite mettendo a confronto, parametricamente, due categorie di sottosuolo (A, ovvero B) e diversi valori di resistenza media a compressione secondo le tipologie di muratura ipotizzate (categorie da D1 a D6 riportate in Tabella 2-Tabella 3). Tra i valori di resistenza assunti nelle 6 categorie analizzate, è ragionevole ritenere che le tipologie murarie più prossime a quelle della torre siano le tipologie indicate con D2 e D5. Queste, pur corrispondendo entrambe ad una muratura di pietra tenera con malta buona, sono state valutate nel primo caso (D2) tenendo in conto il nucleo interno mediante l'applicazione del coefficiente correttivo proposto nella norma, e nel secondo caso (D5) mediando la resistenza media a compressione sullo spessore dell'intero paramento murario.

I risultati ottenuti sono stati quindi riassunti in termini di tempo di ritorno (Figura 5), di vita nominale (Figura 7) e di indice di vulnerabilità sismica (Figura 6).

Analizzando in particolare il tempo di ritorno (ma analoga considerazione vale per l'indice di vulnerabilità sismica e per la vita nominale) in funzione della resistenza media a compressione della muratura si osserva una relazione di tipo sostanzialmente lineare. In Figura 5 questa relazione è rappresentata mediante le 2 rette di regressione, una per ciascuna delle 2 categorie di sottosuolo considerate. I punti in cui le 2 rette incontrano l'asse orizzontale, corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, corrispondono ai valori limite della resistenza media a compressione: valori superiori indicano una condizione di sicurezza della struttura, viceversa valori inferiori denunciano una situazione di potenziale pericolo da valutare secondo i casi.

Le categorie D1 e D4, ricavate considerando la presenza di un ampio nucleo, hanno valori del tempo di ritorno più bassi di quello di riferimento; le categorie D2 e D5, ottenute ipotizzando oltre alla presenza del nucleo anche una buona qualità della malta, si trovano invece in una situazione di sicurezza che va ad incrementarsi per le categorie D3 e D6 per cui, oltre alle caratteristiche precedenti, si valuta come buona la connessione trasversale.

Considerando che una regressione lineare ap-

prossima con sufficiente affidabilità i risultati, si possono determinare due valori della resistenza media a compressione per cui si ottiene un indice di sicurezza unitario:

$$f_{m,Cat.A} \sim 1300 \text{ kN/m}^2 \text{ e } f_{m,Cat.B} \sim 1650 \text{ kN/m}^2.$$

3.2 Meccanismi locali di collasso

Il secondo livello di indagine prevede lo sviluppo di analisi locali ricorrendo all’analisi limite dell’equilibrio secondo l’approccio cinematico per singoli elementi della costruzione (negli edifici esistenti in muratura, infatti, non infrequentemente si verificano collassi parziali per perdita dell’equilibrio di porzioni murarie). Il metodo è applicato con le seguenti ipotesi: i) resistenza nulla a trazione della muratura, ii) assenza di scorrimento tra i blocchi e iii) resistenza a compressione della muratura infinita. Esso inoltre richiede un’attenta valutazione critica preliminare dei potenziali meccanismi locali significativi per la costruzione in esame e questi, in generale, possono essere stimati in base all’analisi del comportamento sismico di strutture analoghe già danneggiate dal terremoto, o individuati analizzando la presenza di eventuali stati fessurativi presenti sulla struttura, anche di natura non sismica. Ulteriori elementi da considerarsi sono la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura e l’apparecchiatura muraria, la presenza o meno di catene, l’interazione con altri elementi della costruzione o con gli edifici adiacenti e, non ultime, le fasi di trasformazione e le disomogeneità costruttive (ad esempio accostamenti di murature di differente tipologia). Indicazioni circa i meccanismi da analizzare sono state desunte anche da riferimenti di letteratura ([5]) e di normativa nell’intento di analizzare un’ampia casistica di meccanismi, alcuni dei quali riportati in Figura 8. Ciò ha consentito di ricostruire un quadro completo, e sufficientemente esaustivo, dei meccanismi locali che potrebbero attivarsi in caso di evento sismico stilando una graduatoria di rischio. In Tabella 4 sono riportati i valori degli indici di rischio sismico ottenuti per il caso di terreno di categoria B (in caso di terreno in categoria A gli indici sono sempre maggiori dell’unità). I meccanismi che hanno evidenziato delle potenziali criticità sono principalmente i meccanismi

di ribaltamento semplice. Questo risultato è una conseguenza diretta delle ipotesi effettuate; è stata infatti assunta, in questi meccanismi, l’assenza di collegamento tra le pareti ortogonali ed è questa assunzione che porta ad ottenere tempi di ritorno bassi. Quando la connessione fra le pareti ortogonali è giudicata efficace, i tempi di ritorno si alzano pur restando inferiori al riferimento.

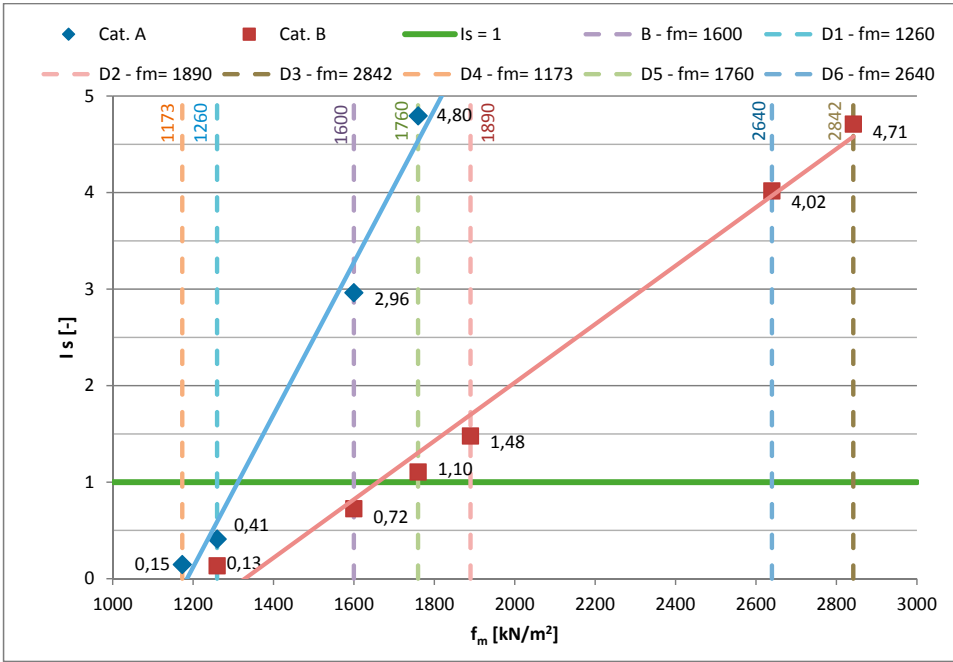


Figura 7 - Risultati LV1 in termini di Indice di sicurezza sismico.

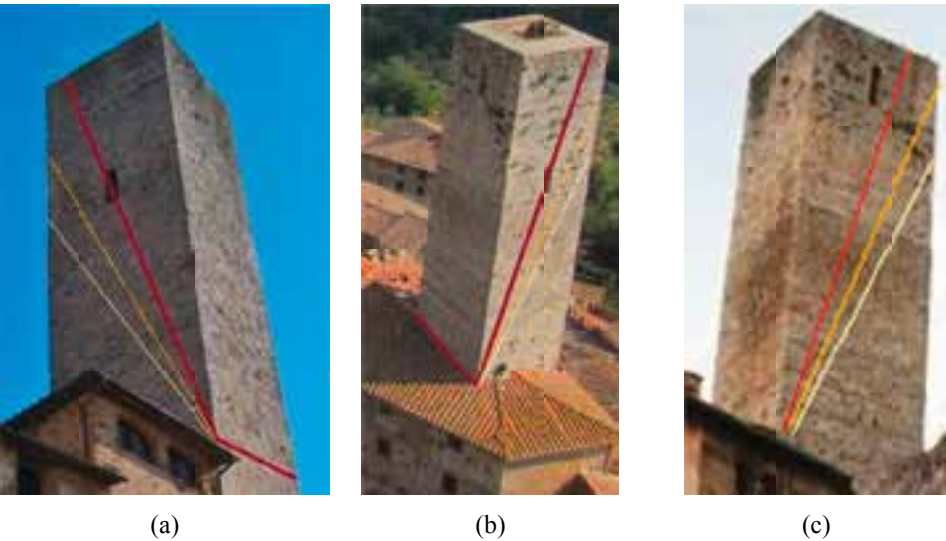


Figura 8 –Ribaltamento composto: (a) parete Sud (E); (b) parete Nord (F); (c) parete Ovest (G). Inclinazione del cuneo: 15°(rosso), 22°(arancio) e 30°(giallo).

Tabella 4 – Meccanismi di ribaltamento semplice (A-D) e composto (E-H) [α_i : moltiplicatore dei carichi orizzontali che porta all'attivazione del meccanismo; a_i^* : accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo; $a_{cat. A/B}^*$: accelerazione spettrale alla quota del blocco per le categorie di sottosuolo A e B; T_{SLV} : tempo di ritorno corrispondente all'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo; V_N : vita nominale; f_a : fattore di accelerazione; I_S : indice di sicurezza sismico].

Meccanismo	α	a_i^* m/s ²	$a_{cat. A}^*$ m/s ²	$a_{cat. B}^*$ m/s ²	$T_{SLV} (B)$ anni	$V_N (B)$ anni	$f_a (B)$	$I_S, SLV (B)$
A	0.064	0.549	0.547	0.741	42	4	0.74	0.09
B	0.114	1.045	0.660	1.073	201	21	0.97	0.42
C	0.111	1.022	0.743	1.207	190	20	0.85	0.40
D	0.111	1.000	0.766	1.244	179	19	0.80	0.38
E (15°)	0.141	1.231	0.736	1.196	-	-	1.03	-
F (15°)	0.143	1.242	0.713	1.159	-	-	1.07	-
G (15°)	0.128	1.166	0.806	1.201	275	29	0.97	0.58
H (15°)	0.140	1.230	0.784	1.168	-	-	1.05	-

3.3 Analisi globale attraverso modelli numerici elastico-lineari

Questo terzo livello di indagine è finalizzato ad analizzare la sicurezza sismica della costruzione oggetto di analisi nel suo complesso, determinando l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo. La torre è stata analizzata ricorrendo ad un modello numerico realizzato mediante la tecnica degli elementi finiti e costruito impiegando il codice di calcolo SAP2000. Il modello è stato realizzato mediante elementi piani, ed è stato preliminarmente identificato sulla base dei risultati sperimentali (il periodo fondamentale della struttura nella direzione Nord-Sud). Sono state eseguite in particolare diverse analisi modali con diverse combinazioni di materiali (la presenza dei due paramenti murari e del nucleo interno è stata valutata, in termini di modulo elastico, mediante una media pesata sullo spessore) fino a stimarne i valori che avvicinano il valore numerico del periodo fondamentale con quello sperimentale. Il risultato dell'identificazione permette di ipotizzare la presenza, all'interno della muratura, di un nucleo di discreta qualità ($E = 1.00 \div 1.20 \cdot 10^5$ kN/m²) e conferma sostanzialmente le caratteristiche meccaniche assunte in precedenza per i paramenti murari (muratura a conci di pietra tenera con malta di buona qualità). Per quanto riguarda i vincoli, sono stati inseriti incastri alla base e presidi allo spostamento orizzontale lungo le pareti in cui si localizzano gli edifici adiacenti alla torre.

In parallelo al modello identificato è stata analizzata un'altra configurazione che prevede l'assenza degli edifici adiacenti. I modelli di calcolo adottati per analizzare il comportamento sismico

della struttura sono dunque i due seguenti: 1) Modello A – realizzato con vincoli di incastro alla base senza considerare l'influenza degli edifici adiacenti e 2) Modello B – con vincoli di incastro alla base e presidi allo spostamento orizzontale sui lati della torre in corrispondenza gli edifici adiacenti (lati Nord, Est e Ovest). I modelli sono rappresentati in Figura 9.

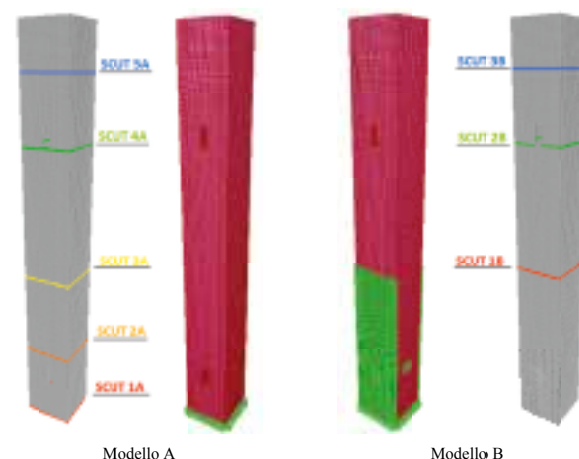


Figura 9 – Modelli A e B della Torre Becci e sezioni di analisi per SLRI e SLRU.

I due modelli numerici sono stati impiegati per sviluppare delle analisi dinamiche in campo lineare analizzando i due seguenti stati limite: A) Stato limite di ribaltamento (SLRI); B) Stato limite di rottura del singolo paramento murario (SLRU). Lo stato limite SLRI verifica che l'azione sismica applicata alla struttura induca, in una generica sezione, uno sforzo normale risultante eccentrico il cui punto di applicazione risulti interno alla sezione stessa. Lo stato limite SLRU verifica che l'azione sismica non induca rotture localizzate per schiacciamento e/o fessurazione della sezione del paramento murario dovute al superamento dei valori ammissibili della tensione di compressione per la muratura. Il procedimento, proposto originariamente in [6], ha l'obiettivo di associare a ciascuno dei due stati limite un'accelerazione al piede e quindi una corrispondente azione sismica che ne assicuri la verifica.

Il rispetto dei due stati limite deriva dal confronto fra l'ente resistente R (valutato sulla base di considerazioni geometriche per il I stato limite; stimato con il comportamento a rottura di pannelli in muratura di pietra per il II stato limite) e l'ente sollecitante S (legato all'azione sismica sti-

mata mediante l'applicazione di un appropriato accelerogramma). Va comunque osservato che se l'individuazione dei due stati limite ultimi permette di cautelarsi nei confronti dei meccanismi di secondo modo (rottura della parete nel proprio piano), questi non consentono tuttavia la possibilità di analizzare quelli di primo modo (ribaltamento fuori dal piano).

Per la determinazione dell'ente sollecitante sono stati presi in esame accelerogrammi di diversa natura, e nello specifico sono stati impiegati i seguenti:

- Accelerogrammi naturali che meglio conservano le caratteristiche specifiche del sisma, ricavati con il programma REXEL:

- Input 1 – 7 accelerogrammi ricavati da terremoti italiani su categoria di sottosuolo A;
- Input 2 – 7 accelerogrammi ricavati da terremoti italiani su categoria di sottosuolo B;
- Input 3 – 7 accelerogrammi ottenuti tenendo conto delle caratteristiche del sottosuolo di San Gimignano.

- Accelerogrammi sintetici spettro-compatibili, costruiti in base allo spettro di risposta atteso, generati con il programma SIMQKE:

- Input 4 – 7 accelerogrammi ricavati da terremoti italiani su categoria di sottosuolo B;

Alcune realizzazioni degli accelerogrammi sopra descritti sono riportate in Figura 10; il rispetto dei due stati limite è stato eseguito in riferimento ad alcune sezioni significative della torre, rappresentate in Figura 9.

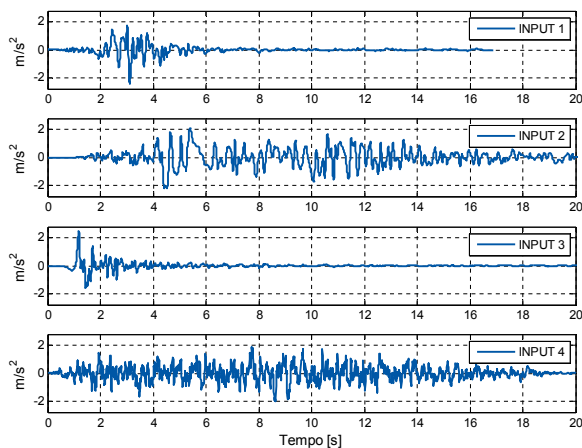


Figura 10 – Realizzazioni degli accelerogrammi considerati. 15°(rosso), 22°(arancio) e 30°(giallo).

Stato limite di ribaltamento (SLRI)

Questo primo stato limite verifica che l'azione sismica applicata alla struttura non induca, in una generica sezione, uno sforzo normale eccentrico il cui punto di applicazione risulti esterno al perimetro della sezione della torre stessa:

$$|e(z,t)_{max}| < e_{lim} \quad (1)$$

$$\text{dove: } e(z,t) = \frac{M(z,t)}{N(z,t)}; e_{lim} = \frac{H}{2}; z = \{z_{SCUT\ i}\}$$

Nel caso in cui la precedente disuguaglianza non sia soddisfatta (come mostrato in Figura 11 per uno degli accelerogrammi dell'input 2 il procedimento prevede si riduca l'azione sismica iniziale tramite un coefficiente correttivo $\alpha = e_{lim}/e_{max}$.

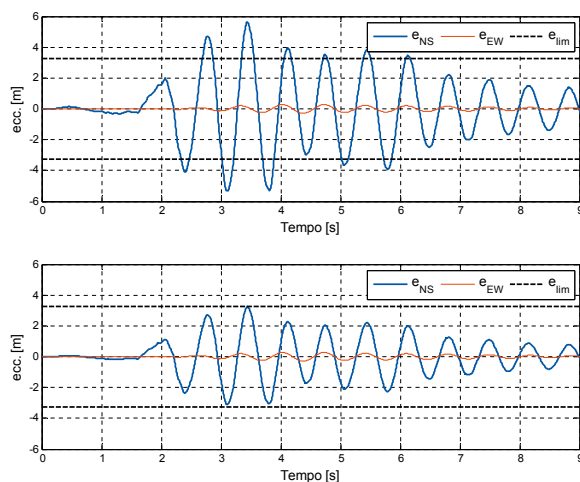


Figura 11 – Input 2 / TH6: Evoluzione temporale di e,z,t .

I risultati ottenuti per i quattro gruppi di accelerogrammi presi a riferimento, relativamente ai risultati ottenuti con il modello B nella sezione SCUT1B (Figura 10), in termini di valori del coefficiente α , sono illustrati sinteticamente in Figura 12 e riportati numericamente in Tabella 5.

Il confronto con gli indici di sicurezza ottenuti nei precedenti livelli di analisi può essere fatto confrontando il fattore di accelerazione (che sostanzialmente coincide con il coefficiente riduttivo di questo stato limite) e l'indice di sicurezza sismico, riferito ad una vita nominale di 50 anni. Si osserva che il primo stato limite è sempre verificato per l'Input 1 ($\alpha > 1$), ricavato a partire dalla categoria di sottosuolo A. Il risultato concorda con quanto ricavato per il primo livello di vulnerabilità sismica (LV1) che non evidenziava parti-

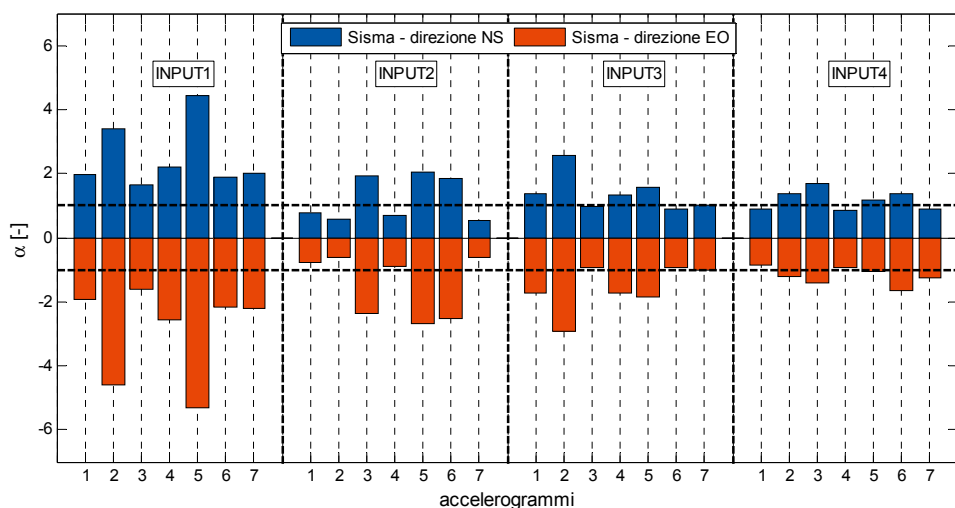


Figura 12 – Risultati SLRI: fattore α .

Tabella 5 – Risultati SLRI.

Descrizione			Coefficienti riduttivi	Accelerazione ridotta
			<i>I stato limite</i>	$a_{gRid} [m/s^2]$
Sisma direzione EO	Input 2	TH1	0.77	1.08
		TH2	0.58	0.81
		TH4	0.68	0.96
		TH7	0.54	0.77
	Input 3	TH1	0.89	1.25
		TH4	0.86	1.21
	Input 4	TH3	0.98	1.38
		TH6	0.88	1.24
Sisma direzione NS	Input 2	TH1	0.76	1.07
		TH2	0.60	0.85
		TH4	0.88	1.24
		TH7	0.60	0.85
	Input 3	TH1	0.86	1.21
		TH4	0.94	1.32
	Input 4	TH3	0.93	1.32
		TH6	0.95	1.34

colari situazioni di rischio per la stessa categoria di sottosuolo. I risultati cambiano quando si considera un sottosuolo diverso. L'Input 3, quello che maggiormente si avvicina alla condizione reale, mostra dei valori in alcuni accelerogrammi di poco inferiori all'unità. Osservando poi gli Input 2 e 4, entrambi riferiti alla categoria di sottosuolo B, si nota come gli accelerogrammi artificiali, rispetto a quelli sintetici, evidenzino condizioni di maggiore criticità.

Stato limite di rottura per schiacciamento del paramento murario nel piano (SLRU)

Questo secondo stato limite verifica che l'azione sismica non induca una rottura localizzata della sezione del paramento murario esterno dovuta al superamento dei valori ammissibili della tensione di compressione per la muratura. Per impostare la condizione di collasso sul paramento murario occorre ripartire le caratteristiche di sollecitazioni globali dalla sezione (sforzo normale $N(t)$, taglio $T(t)$ e momento flettente $M(t)$) sui singoli elementi che la costituiscono (paramento esterno, nucleo interno e paramento interno). La ripartizione è stata svolta tramite le seguenti ipotesi: a) solido elastico non resistente a trazione; b) conservazione delle sezioni piane; c) piccoli spostamenti. Lo sforzo normale e il momento flettente sono ripartiti differenziando il caso in cui il centro di pressione sia interno (sezione non parzializzata) oppure esterno (sezione parzializzata) al nocciolo centrale di inerzia. La ripartizione dell'azione di taglio invece è effettuata assumendo che il taglio si ripartisca fra le sole aree elementari con asse parallelo all'azione stessa, che non vi sia scorrimento relativo fra le varie aree e che per fenomeni di natura attrittiva (quali l'effetto dell'ingranamento) anche la parte della sezione che risulta essere in trazione contribuisca al trasferimento di tale azione.

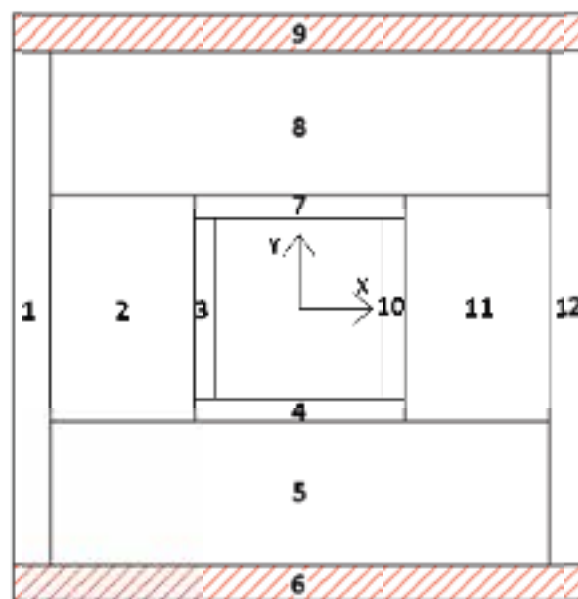


Figura 13 - Individuazione dei parametri murari per SLRU.

Il rispetto dello stato limite SLRU viene controllato verificando che durante tutta la storia sismica le coppie $[T_i(t), M_i(t)]$ trasmesse al paramento murario siano contenute all'interno del dominio resistente Taglio-Momento del paramento murario stesso. Tale dominio può essere ricavato in base alle indicazioni di normativa riportando sull'asse delle ascisse i valori corrispondenti alla rottura del pannello per pressoflessione (eq. (2)) mentre sull'asse delle ordinate quelli corrispondenti alla crisi per taglio per fessurazione diagonale (eq. (3)); punti intermedi possono essere ricavati con riferimento a quanto riportato in [7].

$$M_u = \frac{P b}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \tag{2}$$

$$V_t = b t \frac{1.5 \tau_{0d}}{\beta} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}} \right)} \tag{3}$$

Qualora i punti rappresentativi dello stato di sollecitazione siano esterni al dominio di rottura così ottenuto (come, nel caso rappresentato in Figura 14) si provvede a ridurre l'azione sismica di ingresso. Iterativamente si continua quindi a ridurre l'accelerazione di ingresso, aggiornando lo stato tensionale sul pannello, fino a quando lo stato di sollecitazione non risulti interno al dominio di rottura. Il risultato finale di questo procedimento è la stima dell'intensità dell'azione sismica, sezione per sezione, che la struttura è capace di incamerare senza entrare in crisi (nel rispetto dei fenomeni analizzati e delle ipotesi effettuate).

I risultati del procedimento sono riassunti in Tabella 6. Occorre comunque considerare che questo stato limite analizza solo un paramento della sezione muraria e, a tale proposito, è opportuno precisare alcuni aspetti che sono intrinseci al procedimento di analisi adottato. La particolare tipologia strutturale della torre (struttura snella a prevalente sviluppo verticale) ha consentito, dato che questa almeno per la parte che emerge dagli edifici adiacenti può essere assimilata ad una mensola isostatica, di ritenere trascurabili gli effetti di redistribuzione delle sollecitazioni. È stato ritenuto inoltre che le variazioni di rigidezza nel corso dello sviluppo dell'evento sismico non siano così significative da modificare i modi di

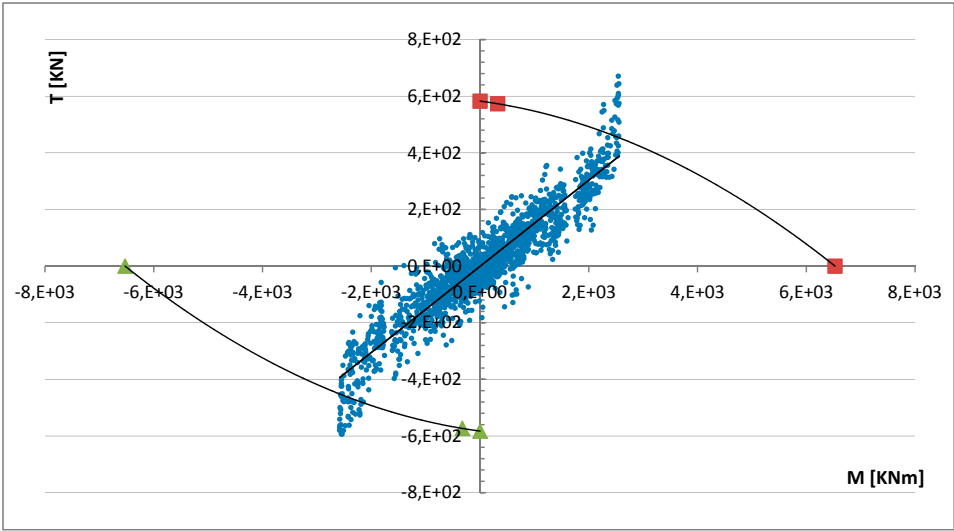


Figura 14 – Evoluzione temporale di $T_i(t)$ e $M_i(t)$ (Input 4).

vibrare (e quindi le caratteristiche dinamica) della struttura. Sulla base di queste considerazioni è stato adottato un modello elastico lineare per il calcolo, sezione per sezione, dell'ente sollecitante prodotto da un determinato accelerogramma.

Tabella 6 – Risultati SLRU.

Descrizione		Coefficienti riduttivi			Accelerazione ridotta	
		<i>I stato limite</i>	<i>II stato limite</i>	<i>Totale</i>	$a_{gRid} [m/s^2]$	
Sisma direzione EO	Input 2	TH1	0.77	0.78	0.601	0.85
		TH2	0.58	0.80	0.464	0.65
		TH4	0.68	0.85	0.578	0.82
		TH7	0.54	0.87	0.470	0.66
	Input 3	TH1	0.89	0.85	0.753	1.06
		TH4	0.86	0.81	0.696	0.98
	Input 4	TH3	0.98	0.93	0.911	1.28
		TH6	0.88	0.95	0.835	1.18
Sisma direzione NS	Input 2	TH1	0.76	0.79	0.601	0.85
		TH2	0.60	0.81	0.468	0.66
		TH4	0.88	0.79	0.695	0.98
		TH7	0.60	0.85	0.510	0.72
	Input 3	TH1	0.86	0.85	0.753	1.06
		TH4	0.95	0.81	0.696	0.98
	Input 4	TH3	0.93	0.93	0.911	1.28
		TH6	0.95	0.95	0.835	1.18

Un analogo modello, non lineare ma sempre elastico (quello di solido non resistente a trazione) è stato adottato per la ripartizione delle sollecitazioni che globalmente agiscono sulla sezione ai singoli elementi della sezione stessa. Queste ipotesi se da un lato consentono di comprende-

re gli aspetti di amplificazione prodotti dal moto sismico dall'altro portano comunque ad una sovrastima degli effetti dell'azione sismica stessa. È ragionevole osservare che con l'insorgere dell'evento sismico verranno comunque a prodursi nei primi istanti del moto degli effetti di degrado del materiale della costruzione (fenomeno di schiacciamento del materiale, lesioni, distacco del materiale, ecc.) che porteranno all'abbattimento dei periodi fondamentali della struttura, e con essi anche della corrispondente azione sismica. Tale fenomeno non si ritiene che possa essere trascurabile, anche in considerazione del fatto che lo stesso documento DPMC 2011 suggerisce per l'analisi allo stato limite ultimo di utilizzare un periodo in fase fessurata che è pari al periodo principale in fase elastica incrementato di una percentuale che oscilla tra il 40% ed il 75 %. Per periodi alti, la riduzione dell'azione sismica è, circa, inversamente proporzionale al periodo della struttura; passando da un periodo T_1 ad un periodo $1.4 T_1$ si ha quindi una riduzione dell'azione pari a $1/1.4 \approx 0.7$. Passando da un periodo T_1 ad un periodo $1.75 T_1$ si arriverebbe ad un fattore di riduzione pari a circa 0.57. Anche considerando il caso inferiore si perviene comunque ad una riduzione dell'azione sismica di circa il 30%. Inoltre la presenza di una duttilità (sebbene abbastanza limitata a causa della scarsa possibilità di ridistribuzione degli sforzi dovuta alla specificità della struttura considerata) consente di affermare che le accelerazioni che la torre è in grado di assorbire in caso di azione sismica risultano maggiori di quelle ricavate dall'analisi effettuata proponendo quindi i risultati qui ottenuti come un limite inferiore.

CONCLUSIONI

Il lavoro ha testato le indicazioni delle Linee Guida per la valutazione del rischio sismico degli edifici monumentali su una delle torri medioevali di San Gimignano. Le analisi di rischio sono state svolte considerando un numero limitato di informazioni: rilievo geometrico e una frequenza strutturale ricavata sperimentalmente. Ciò ha reso necessario investigare parametricamente gli effetti dei termini non direttamente investigati (caratteristiche meccaniche elastiche e di resistenza dei materiali ed effetto dei vincoli offerti dagli edifici

adiacenti, oltre alle caratteristiche del sottosuolo). Inoltre, seppure sotto il profilo strutturale la torre si presenti come relativamente semplice, le analisi hanno richiesto una particolare attenzione soprattutto per l'omogeneizzazione dei valori meccanici sulle pareti, ragionevolmente considerate multistrato.

Seguendo le Linee Guida, sono stati sviluppati tre livelli di analisi di rischio comparando l'indice di sicurezza sismica e il fattore di accelerazione. Per il primo livello l'approccio parametrico ha permesso di trovare non un unico valore dell'indice di sicurezza bensì una sua possibile espressione in funzione della resistenza media a compressione della muratura e delle categorie di sottosuolo. Lo studio del comportamento globale della torre (terzo livello di analisi) è stato svolto mediante delle analisi dinamiche lineari considerando quattro distinti gruppi di accelerogrammi ed analizzando due specifici stati limite ultimi secondo un procedimento originale proposto in [6]. Le analisi di primo e terzo livello hanno mostrato risultati concordi in termini di indici di sicurezza e fattore di accelerazione, non evidenziando situazioni di elevata criticità. Qualche criticità è stata invece osservata nelle analisi di secondo livello, analizzando alcuni meccanismi locali, in funzione delle ipotesi svolte sulla natura dei collegamenti tra le pareti ortogonali e tra i paramenti della muratura stessa.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la Regione Toscana per il contributo finanziario fornito allo svolgimento della ricerca (Linea di Azione 1.1.a.3 - Scienze e tecnologie per la salvaguardia e la valorizzazione dei beni culturali).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Bartoli G., Betti M. (2012). "Il progetto RiSEM: rischio sismico negli edifici monumentali", *Workshop on Design for Rehabilitation of Masonry Structures*, Firenze, 10-11 novembre 2011, pp. 221-230.
- [2] DPCM2011. *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC 2008*. G. U. n. 47 del 26.02.2011.

[3] Circolare 2009. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, "Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008".

[4] NTC2008. D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/01/2008. *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, G.U. n. 29 del 04/02/2008, S.O. n. 30.

[5] Sepe V., Speranza E., Viskovic A. (2008) A method for large-scale vulnerability assessment of historic tower. *Structural Control and Health Monitoring* 15(3): 389-415.

[6] Bartoli G., Betti M., Tordini B. (2007). Vulnerabilità sismica del patrimonio monumentale della Toscana. Il caso della Torre Grossa di San Gimignano. *Progettando ing.* II(1), Edizioni Nerbini, pp. 44-56.

[7] Betti M., Galano L., Petracchi M., Vignoli A. (2015). Diagonal cracking shear strength of unreinforced masonry panels: a correction proposal of the *b* shape factor. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2015; 13(10), pp. 3151-3186.

GIANNI BARTOLI (gianni.bartoli@unifi.it), è nato nel 1962 a Firenze e si è laureato in Ingegneria Civile nel 1988 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Attualmente è Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso la Scuola di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze, dove principalmente si occupa di argomenti di ricerca collegati all'ingegneria del vento ed alla risposta di edifici monumentali.

MICHELE BETTI (mbetti@dicea.unifi.it), è nato nel 1971 a Firenze, e si è laureato in Ingegneria Civile nel 1996 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Attualmente è Ricercatore di Scienza delle Costruzioni presso la Scuola di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze, interessandosi di argomenti di ricerca collegati alla risposta di edifici monumentali e all'identificazione strutturale.

SILVIA MONCHETTI (silvia.monchetti@dicea.unifi.it), è nata nel 1987 a Firenze, si è laureata in Ingegneria Civile nel 2014 presso la Scuola d'Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze. Attualmente è dottoranda di ricerca presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze. Si interessa di valutazione del rischio sismico degli edifici monumentali in muratura.